

## BAB II

### LANDASAN TEORI

#### 2.1 Pondasi Tiang

##### 2.1.1 Umum

Pondasi tiang untuk mendukung bangunan yang diatas. Beban angin juga dapat mempengaruhi pondasi untuk menahan gaya angkat ke atas terutama pada bangunan yang tinggi. Selain itu juga untuk menahan gaya horizontal maupun gaya vertikal yang terjadi.

##### 2.1.2 Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*)

Pondasi yang di cor ditempat terlebih dahulu mengebor tanah yang akan direncanakan sebagai tiang bor nya lalu airnya dalam pengeboran dikeluarkan. Setelah itu dimasukkan tulangnya dan dimasukkan cor betonnya. Pengecoran beton pada tanah yang mengandung air dibutuhkan pipa besi. Tujuannya untuk menahan dinding lubang dan juga pada saat pengecoran pipa nya ditarik ke atas.



**Gambar 2.1 Pondasi tiang bor**

## 2.2 Pembebanan

Dalam pembangunan struktur perlu dilakukan analisa struktur dengan menggunakan model struktur yang telah selesai. Untuk bangunan bertingkat tinggi metode ini dapat menyebabkan akumulasi perbedaan perpindahan elastis kolom yang cukup besar dan dapat mengakibatkan terjadinya tambahan tegangan yang cukup besar pada balok-balok yang menghubungkan kolom-kolom tersebut.

### 2.2.1 Beban Mati atau *Dead Load* (D)

Secara keseluruhan beban mati yaitu beban yang terdapat pada gedung atau struktur itu sendiri. Seperti dinding, atap, lantai, plafond, tangga, finishing dan lain lain. Beban mati terlebih dahulu diperhitungkan perlantainya dan nanti akan ditotal keseluruhan sesuai jumlah tingkatan yang ada pada struktur.

**Tabel 2.1** Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung

NO	NAMA MATERIAL	BERAT ISI	SATUAN
1	Air	10	KN/m <sup>3</sup>
2	Adukan semen/spesi	22	KN/m <sup>3</sup>
3	Beton	22	KN/m <sup>3</sup>
4	Beton Bertulang	24	KN/m <sup>3</sup>
5	Dinding Bata Ringan	5,5	KN/m <sup>3</sup>
6	Dinding (pasangan ½ bata)	2,5	KN/m <sup>2</sup>
7	Langit-langit/ Plafond	0,11	KN/m <sup>2</sup>
8	Pasir	16	KN/m <sup>2</sup>

Tabel 2.1 lanjutan

NO	NAMA MATERIAL	BERAT ISI	SATUAN
9	Penutup lantai (keramik) per cm tebal	0,24	KN/m <sup>2</sup>
10	Penggantung langit-langit	0,07	KN/m <sup>2</sup>
11	Instalasi plumbing dan ME	0,25	KN/m <sup>2</sup>
12	Pelapis kedap air	0,14	KN/m <sup>3</sup>

### 2.2.2 Beban Hidup atau *Live Load* (L)

Penghuni gedung itu sendiri atau beban lingkungan seperti beban angin, beban gempa, beban hujan merupakan beban hidup.

### 2.2.3 Beban Gempa

Untuk perencanaan pondasi, gaya gempa perlu diperhitungkan agar diperoleh reaksi maksimum yang bekerja. Gaya gempa yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012. Dalam studi perencanaan pondasi tiang bor Hotel ini menggunakan metode analisa gempa yaitu metode analisa gempa statik ekuivalen.

#### 2.2.3.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Dengan melihat tabel 2.3 (keutamaan Ie) kategori risiko struktur bangunan gedung sesuai pada tabel 2.2 (pengaruh gempa rencana) dan keduanya harus dikalikan. (SNI 1726-2012: 13)

**Tabel 2.2** Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>❖ Fasilitas sementara</li> <li>❖ Gudang penyimpanan</li> <li>❖ Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Perumahan</li> <li>❖ Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>❖ Pasar</li> <li>❖ Gedung perkantoran</li> <li>❖ Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>❖ Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>❖ Bangunan industri</li> <li>❖ Fasilitas manufaktur</li> <li>❖ Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Bioskop</li> <li>❖ Gedung pertemuan</li> <li>❖ Stadion</li> <li>❖ Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>❖ Fasilitas penitipan anak</li> <li>❖ Penjara</li> <li>❖ Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	III
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>❖ Fasilitas penganganan limbah</li> <li>❖ Pusat telekomunikasi</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun</p>	

Tabel 2.2 (lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
atau peledak dimana di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>❖ Bangunan-bangunan monumental</li> <li>❖ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>❖ Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>❖ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan dadrurat</li> <li>❖ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>❖ Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>❖ Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasion listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadaman kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Sumber: SNI 1726 (2012:14)

Tabel 2.3 Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

### 2.2.3.2 Klasifikasi situs

Pada dasarnya kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah terlebih dahulu harus mengklarifikasi situs. Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai pada tabel 2.4.

**Tabel 2.4** Klasifikasi situs

Kelas Situs	Vs (m/dt)	N atau Nch	U (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
	< 175	< 15	< 50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math></li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40\%</math></li> <li>3. Kuat geser niralisir <math>S_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respon spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah</li> <li>• Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math>m)</li> <li>• Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI 1726 (2012:17)

Menurut SNI 1726 (2012:20) untuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu, dan lapisan tanah non-kohesif, nilai  $N$  ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad [2.1]$$

Keterangan:

$d_i$  : Tebal setiap lapisan antara kedalaman 0-30 meter

$N_i$  : Nilai tahanan penetrasi standar 60% energi (N60)

### 2.2.3.3 Parameter Percepatan Gempa ( $S_{M1}$ dan $S_{MS}$ ) dan Percepatan Gempa Desain ( $S_{D1}$ dan $S_{DS}$ )

Parameter percepatan gempa ( $S_{M1}$  dan  $S_{MS}$ ) dan Percepatan Gempa Desain ( $S_{D1}$  dan  $S_{DS}$ ) dapat diperoleh dari aplikasi Desain Spektra Indonesia yaitu dengan mengunjungi web ([http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/)), dengan menuliskan nama kota **Malang** dan mengklik **Hitung**. Lalu akan didapatkan nilai nilai parameter percepatan gempa yang sudah tertera pada web.

### 2.2.3.4 Kategori Desain Seismik

**Tabel 2.5** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek

$S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726 (2012: 24)

**Tabel 2.6** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 pendek

$S_{Ds}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{Ds}$	D	D

Sumber: SNI 1726 (2012: 25)

#### 2.2.3.5 Kategori Desain Seismik

Untuk menentukan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik (SNI 1726-2012) dari persamaan berikut untuk stuktur dengan ketinggian kurang dari 12 tingkat dengan rumus;

$$T_a = 0,1 N \quad [2.2]$$



### 2.2.3.6 Kombinasi Sistem Perangkat Dalam Arah yang Berbeda

**Tabel 2.7** Faktor R,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koef. Modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembebanan defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_c$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
A. Sistem dinding penumpu								
B. Sistem rangka bangunan								
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batan baja pemikul momen khusus	7	3	5 ½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4 ½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,i</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3 ½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB

**Tabel 2.7** (lanjutan)

Sistem penahan gaya seismik	Koef. Modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembebanan defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_c$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
1. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
2. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 ½	48	48	30	TI	TI
3. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
4. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3 ½	3 <sup>a</sup>	3 ½	10	10	10	10	10

Sumber: SNI 1726 (2012:34)

### 2.2.3.7 Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ )

Berdasarkan SNI 1726 2012:54,:

[2.3]

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Keterangan:

$S_{DS}$  : Parameter percepatan spektrum respon desain dalam

$R$  : Faktor modifikasi respon

$I_e$  : Faktor keutamaan gempa

Pada saat menghitung nilai  $C_s$  dengan persamaan seperti diatas tidak diperbolehkan dari hasil persamaan dibawah ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad [2.4]$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan diatas juga harus tidak kurang dari hasil persamaan sebagai berikut:

$$C_s = 0,044 S_{Ds} I_e \geq 0,01 \quad [2.5]$$

#### 2.2.3.8 Geser Dasar Seismik

Untuk menentukan  $V$  dalam arah yang sudah ditetapkan harus ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut ini:

$$V = C_s \cdot W \quad [2.6]$$

Keterangan:

$C_s$  : Koefisien respons seismik yang ditentukan

$W$  : Berat seismik efektif

#### 2.2.3.9 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) [KN] yang akan ditristibuskan di semua titik dan semua tingkat harus ditentukan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad [2.7]$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad [2.8]$$

Keterangan:

$C_{vx}$  : Faktor distribusi vertikal

$V$  : Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur [Kn]

$W_i$  dan  $W_x$  : Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenalkan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  : Tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$ , [m]

$k$  : Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2

#### 2.2.4 Beban Kombinasi

Hasil dari perhitungan pembebanan dikombinasikan dan dimasukkan ke program pendukung STAAD-PRO serta kombinasi beban sesuai dengan SNI 03-1726-2012. Perencanaan ini digunakan dua kombinasi pembebanan.

Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$

3.  $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4.  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
5.  $1,2 D + 1,0 E + L$
6.  $0,9 D + 1,0 W$
7.  $0,9 D + 1,0 E$

Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

1. D
2. D+L
3. D+(Lr atau R)
4.  $D+0,75L+0,75(Lr \text{ atau } R)$
5.  $D + (0,6W \text{ atau } 0,7E)$
6.  $D+0,75(0,6W \text{ atau } 0,7 E)+0,75L+0,75(Lr \text{ atau } R)$
7.  $0,6D+0,6W$
8.  $0,6D+0,7E$

## 2.3 Daya Dukung Ijin Tiang

Ada beberapa daya dukung yang diperhitungkan dalam studi ini yaitu sebagai berikut (Pamungkas, 2013:42).

### 2.3.1 Daya Dukung Ijin Vertikal Tiang Bor

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang bor terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut :

Berdasarkan data N SPT

$$R_a = \frac{q_d \times A_p}{FK1} + \frac{\sum \text{fix} A_{st}}{FK2} \quad [2.9]$$

Sumber : Nakazawa

dimana:

$R_a$  : daya dukung ijin tekan tiang

$q_d$  : Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang

$A_p$  : luas penampang tiang

$A_{st}$  : Keliling penampang tiang

$l_i$  : Panjang segmen tiang yang ditinjau

$f_i$  : gaya geser pada selimut segmen tiang

$FK_1, FK_2$  : Faktor keamanan, 3 dan 5

### 2.3.2 Daya Dukung ijin Horizontal Tiang Bor

1. Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang pendek dirumuskan sebagai berikut:

$$H_u = 9 \cdot C_u \cdot D \left( L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad [2.10]$$

$$M_{max} = H_u \left( \frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad [2.11]$$

2. Untuk tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang sedang dirumuskan sebagai berikut

$$M_y = \left( \frac{9}{4} \right) C_u \cdot D g^2 - 9 \cdot C_u \cdot D f \left( \frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad [2.12]$$

$H_u$  dihitung dengan mengambil:

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g \quad [2.13]$$

3. Untuk tiang panjang

Apabila  $M_{max} > M_y$  maka tiang termasuk tiang panjang, dimana  $H_u$  dinyatakan oleh persamaan:

$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad [2.14]$$

Dan nilai  $f$  dinyatakan dari persamaan:

$$f = \frac{Hu}{9 \times Cu \times D} \quad [2.15]$$

Untuk mencari kolerasi dengan *undrained shear strength* ( $C_u$ ) menurut pendekatan *Stroud* (1974) adalah sebagai berikut :

$$Cu = k \times N \quad [2.16]$$

Dimana :

$C_u$  : Undrained strength [ $\text{kN/m}^2$ ]

$D$  : Diameter tiang [m]

$L_p$  : Panjang tiang yang tertanam [m]

$K$  : 3,5 - 6,5 [ $\text{kN/m}^2$ ] nilai rata-rata konstanta

$N$  : Nilai SPT

### 2.3.3 Daya Dukung ijin Tarik Tiang Bor

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

Berdasarkan Data N-SPT (Mayerhof) :

$$Pta = \frac{(\sum li \cdot fi \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK2} + Wp \quad [2.17]$$

Sumber : Pamungkas, 2013: 51

dimana:

$Pta$  : Daya dukung ijin tarik tiang [Ton]

$A_{st}$  : Daya dukung ijin tarik tiang [Ton]

$Li$  : Panjang segmen tiang yang ditinjau [m]

$Fi$  : Gaya geser pada selimut segmen tiang

$FK2$  : Faktor keamanan, 3 dan 5

$Wp$  : Berat pondasi [ton]

### 2.3.4 Perencanaan Tiang Bor Kelompok

Disyaratkan:

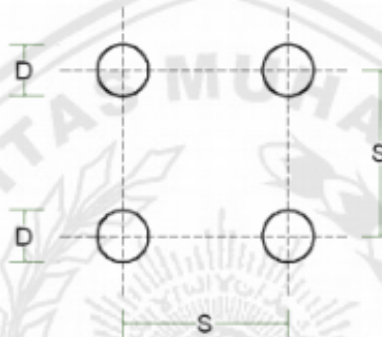
$$S \geq 2,5D \quad [2.18]$$

$$S \geq 3D \quad [2.19]$$

dimana:

S : jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D : diameter tiang



Gambar 2.2 Jarak Pusat ke Pusat Tiang (Sardjono, 1991:51)

### 2.3.5 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Untuk memastikan tiap tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas tiang tiang harus dikontrol sesuai daya dukungnya.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{n_p} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \sum Y^2} \quad [2.20]$$

Sumber : Pamungkas, 2013: 57



dimana:

$P_{max}$	= beban maksimum tiang
$P_u$	= gaya aksial yang terjadi (terfaktor)
$M_y$	= momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
$M_x$	= momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
$X_{max}$	= jarak tiang arah sumbu x terjauh
$Y_{max}$	= jarak tiang arah sumbu y terjauh
$\Sigma x^2$	= jumlah kuadrat X
$\Sigma y^2$	= jumlah kuadrat Y
$n_x$	= banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
$n_y$	= banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
$n_p$	= jumlah tiang

Bila  $P$  maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan.

Bila  $P$  maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka pile mendapatkan gaya tarik.

## 2.4 Perencanaan *Pile Cap*

### 2.4.1 Dimensi pile cap

Jarak tiang mempengaruhi untuk ukuran pile cap. Jarak tiang pada kelompok tiang diambil  $2,5D - 3D$ , dimana  $D$  ialah diameter tiang. Jarak tiang pada pile cap dijelaskan pada Gambar 2.9



**Gambar 2.3** Jarak tiang

SNI-03-2847-2002 pasal 17.7

Ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak di atas.

SNI-03-2847-2002 pasal 9.7

Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm. Kontrol geser.

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12

Kuat geser pondasi telapak di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut :

- 1) Aksi balok satu arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.
- 2) Aksi dua arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum.

Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk pile cap sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak. (Pamungkas, 2010 88).

### 2.4.2 Penulangan *pile cap*

- 1) Lebar (b) dan tinggi efektif (d) perencanaan balok persegi..

$$K_{pertu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

[2.21]

dimana:

Mu : momen yang terjadi pada balok (kgm)

b : lebar balok (m)

h : tinggi balok (m)

d : tinggi efektif (m) = h – 60 mm

- 2) Rasio penulangan dapat diperoleh dengan persamaan:

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{Fc'}} \quad [2.22]$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{Fc'}{Fy} \quad [2.23]$$

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot Fc'}{Fy} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + Fy} \right) \quad [2.24]$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b \quad [2.25]$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{Fy} \quad [2.26]$$

**Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik :  $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$**

dimana:

Fc' : mutu beton (MPa)

Fy : mutu baja (Mpa)

$\beta_1$  : 0,85

- 3) Melanjutkan perhitungan luas tulangan jika harga rasio penulangan tarik sudah memenuhi syarat.

$$As = \rho \cdot b \cdot d_{rencana} \quad [2.27]$$

dimana:

$As$  : luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

- 4) Luas tulangan yang telah dihitung selanjutnya dapat direncanakan diameter dan jarak tulangannya.
- 5) Dilakukan pemeriksaan tinggi efektif yang dipakai ( $d_{pakai} > d_{rencana}$ )

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \phi_{senggang} - \frac{1}{2} \phi_{tulangan} \quad [2.28]$$

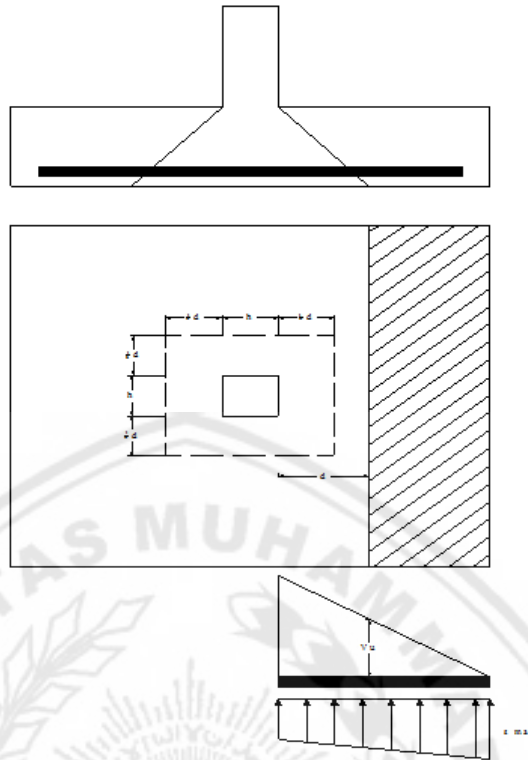
### 2.4.3 Tinjauan Terhadap Geser

#### 2.4.3.1 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Satu Arah

Kekuatan yang disumbangkan beton adalah jika hanya geser dan lentur yang bekerja,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad [2.29]$$

Gaya geser nominal penampang sejarak  $d$  dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga  $V_n \leq V_c$ .



**Gambar 2.4 Penampang Kritis pada Pelat Pondasi pada Geser Satu Arah**

Maka:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad [2.30]$$

dimana:

$V_u$  : gaya geser sejarak  $d$  dari muka kolom

$V_c$  : geser beton

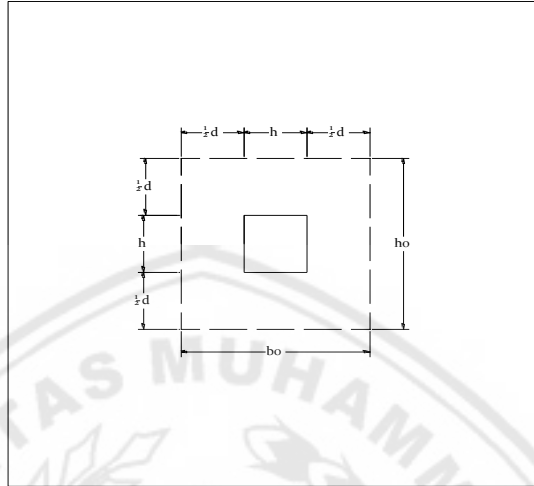
$b_w$  : lebar pondasi (m)

$d$  :  $h - d'$  ( $h$  adalah tinggi pelat dan  $d'$  adalah selimut beton)

$\phi$  : 0,6 (reduksi kekuatan untuk geser)

### 2.4.3.2 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Dua Arah

Pada Gambar 2.5. Penampang kritis yang terjadi kekuatan geser beton adalah



**Gambar 2.5 Daerah Geser Aksi Dua Arah Pada Pelat Pondasi**

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad [2.31]$$

dimana:

$b_o$  : keliling daerah kritis

$$: 2 (b_o + h_o) \quad [2.32]$$

$$\beta_0 : \frac{h}{b} ; h \text{ (sisi panjang kolom)} \quad [2.33]$$

;  $b$  (sisi pendek kolom)

$d$  : tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq V_c + V_s \leq 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad [2.34]$$

$V_s$  : kuat geser tulangan geser.

$$V_u = \frac{P_u}{A} (h_o^2 - b_o^2) \quad [2.35]$$

$P_u$  : beban berfaktor pada kolom

$A$  : luas pondasi ( $B \times L$ )

## 2.5 Penulangan Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Penulangan pada pondasi tiang bor (*bored pile*) sama halnya penulangan pada kolom, hanya saja penampang yang digunakan adalah bentuk penampang bulat / lingkaran, mempunyai beberapa langkah sebagai berikut:

- Menentukan luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) yang akan digunakan. Menurut SNI 2847:2013, luas pada tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  atau lebih dari  $0,08 A_g$ .

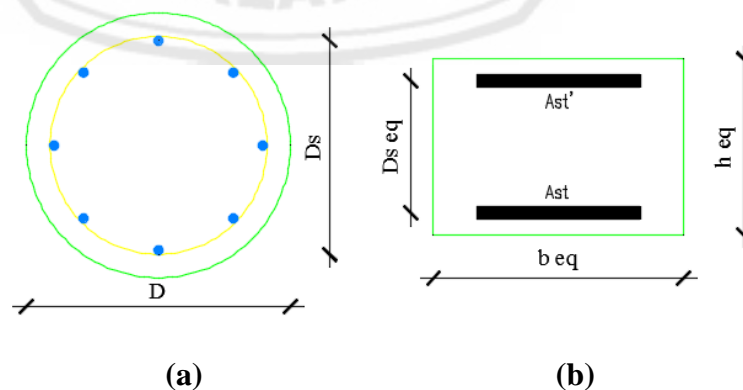
$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad [2.36]$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n \quad [2.37]$$

dimana:

- $A_g$  : luas penampang beton ( $\text{mm}^2$ )  
 $A_{st}$  : luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )  
 $D$  : diameter penampang beton (mm)  
 $D_{st}$  : diameter tulangan (mm)  
 $n$  : jumlah tulangan

- Penampang pondasi tiang bor (*bored pile*) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*).



**Gambar 2.6 a. Penampang Lingkaran**  
**b. Penampang Ekuivalen Persegi**

1. Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times D \quad [2.38]$$

2. Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{h_{eq}} \quad [2.39]$$

3. Luas tulangan total  $A_{st}$  didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st} \quad [2.40]$$

4. Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad [2.41]$$

dimana:

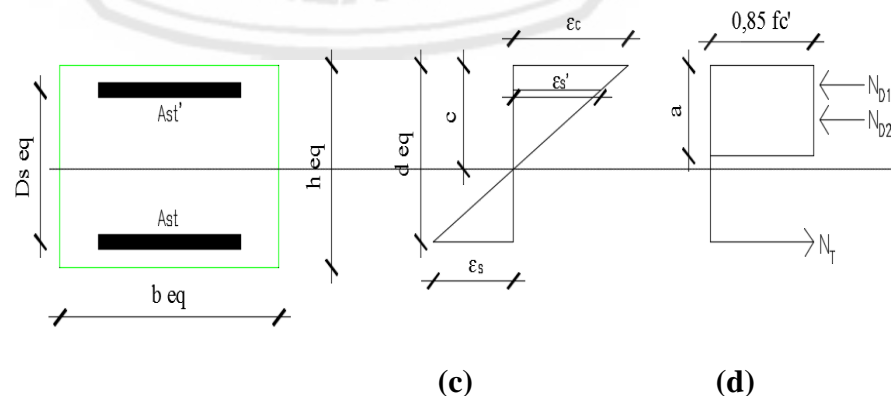
$D_s$  = tinggi efektif penampang (mm)

- Cek eksentrisitas rencana yang diberikan ( $e$ ) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* ( $e_b$ ).

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \quad [2.42]$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad [2.43]$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad [2.44]$$



Gambar 2.7 c. Diagram Regangan Penampang Ekuivalen Persegi  
d. Diagram Tegangan Penampang Ekuivalen



### Persegi

Regangan pada baja tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \cdot \left( cb - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right)}{cb} \quad [2.45]$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$F_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad [2.46]$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad [2.47]$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot B_{eq} \cdot \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq} \right) \quad [2.48]$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad [2.49]$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad [2.50]$$

- Jika keadaan  $P_u < P_b$  atau  $e > e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan  $P_u > P_b$  atau  $e < e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

Whitney juga memberikan persamaan pendekatan empiris untuk dimensi penampang kolom bulat, baik hancur tekan maupun tarik (Istimawan, 1993).

- Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tarik menentukan:

$$P_n = 0,85 f_c' h^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 e_b}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left( \frac{0,85 e_b}{h} - 0,38 \right) \right) \quad [2.51]$$

- Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tekan menentukan:

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c'}{\frac{9,6 h e}{(0,8 h + 0,67 D_s)^2} + 1,18} \quad [2.52]$$

dimana:

$h$  = diameter penampang

$D_s$  = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

$e$  = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}} \quad [2.53]$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} \quad [2.54]$$

$$\text{Syarat : } \phi P_n \geq P_u \quad [2.55]$$

### 2.5.1 Perencanaan Sengkang

Tulangan pengikat yang digunakan untuk pondasi tiang bor (*bored pile*) adalah tulangan spiral. Berikut ketentuan-ketentuan mengenai tulangan spiral menurut SNI 2847-2013:

- A. Untuk pondasi tiang bor, ukuran spiral tidak diizinkan kurang dari diameter 10 mm.
- B. Spasi antar spiral tidak boleh melebihi 75 mm, atau tidak kurang dari 25 mm.
- C. Rasio volume tulangan spiral  $\rho_s$  tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad [2.56]$$

dimana:

$$\rho_s : \frac{\text{volume tulangan spiral satu putaran}}{\text{volume inti kolom setinggi } s}$$

$s$  : jarak spasi tulangan spiral pusat ke pusat

$A_g$  : luas penampang lintang kotor dari kolom

$A_{ch}$  : luas penampang lintang inti kolom (tepi luar ke tepi luar spiral)

$f_y$  : tegangan leleh tulangan baja spiral, tidak lebih dari 400 MPa.

## 2.6 Penurunan Tiang Kelompok

### 2.6.1 Penurunan segera

Penurunan dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan merupakan Penurunan segera. (Pamungkas, 2013 : 34).

$$Si = \mu_1 \mu_0 \frac{q B}{E} \quad [2.57]$$

Dimana :

$Si$  : **Penurunan segera** [m]

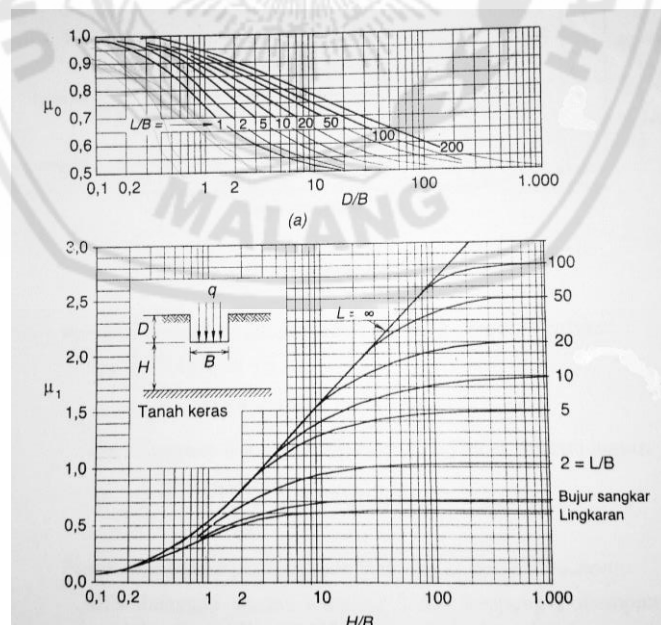
$Q$  : Tekanan yang terjadi [ $Pu/A$ ]

$B$  : Lebar kelompok tiang [m]

$E_u$  : Modulus deformasi pada kondisi undrained [ $kN/m^2$ ]

$\mu_i$  : Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas  $H$  (Gambar 2.8.b)

$\mu_o$  : Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi  $D_f$  (Gambar 2.8.a)



**Gambar 2.8-** Grafik yang digunakan dalam persamaan 2.57) (Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli, 1956)

Sumber: Pamungkas, 2013

**Tabel 2.8 - Modulus Elastisitas Tanah (Es) (Bowless,1977)**

Jenis Tanah	Es [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Lempung</b>	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 - 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
<b>Pasir</b>	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 - 100000
<b>Pasir dan kerikil</b>	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 - 140000
<b>Lanau</b>	
	2000 – 20000
<b>Loess</b>	15000 – 60000
<b>Serpih</b>	140000 – 1400000

Sumber: Bowless,1977

Pengujian SPT memperoleh Nilai modulus elastis. Dan menghubungkan modulus elastis dengan nilai SPT yang diperoleh dari uji Tanah.

$$E = 10 \times (N + 15) [k/ft^2] \text{ (Untuk pasir)} \quad [2.58]$$

$$E = 6 \times (N + 5) [k/ft^2] \text{ (Untuk pasir berlempung)} \quad [2.59]$$

Dengan  $1 \text{ k/ft}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2 = 48,07 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.6.2 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan isi tanah jenuh secara pelan-pelan dengan permeabilitas kecil akibat keluarnya air pori disebut Penurunan Konsolidasi. kenaikan tegangan total telah benar-benar hilang menyebabkan proses konsolidasi ini terjadi terus sampai kelebihan tekanan air pori. Pada kondisi konsolidasi tanah yang mengalami konsolidasi normal.

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad [2.60]$$

Dengan substitusi persamaan menjadi:

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{H}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \text{Log} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad [2.61]$$

Dimana :

$S_c$  : penurunan konsolidasi (m).

$H$  : tebal lapisan tanah (m).

$e_0$  : angka pori pada tegangan  $P_0$  (angka pori asli).

$e$  : angka pori pada tegangan  $P$ .

$C_c$  : indeks pemampatan (*compression index*).

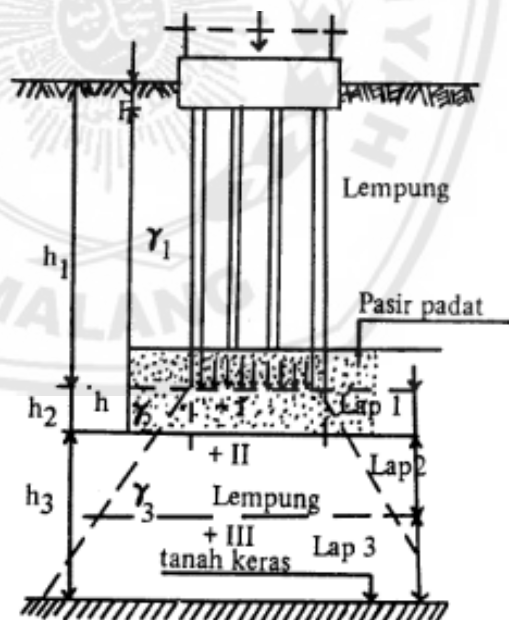
$$: 0,156 \cdot e_0 + 0,0107 \quad (\text{Rendon-Herrero-1980}) \quad [2.62]$$

$P_0$  : tegangan efektif pada lapisan tanah ( $t/m^2$ ).

$$: \gamma_1 \times h_1 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times h_2 + \dots \quad [2.63]$$

$\Delta p$  : perubahan tegangan pada lapisan tanah ( $t/m^2$ ).

$$: \frac{A_0}{A_1} \cdot q \quad [2.64]$$



**Gambar 2.9 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang**  
(Sumber: Sardjono, 1991)